

PENGARUH DILATASI PADA BANGUNAN DENGAN KETIDAKBERATURAN GEOMETRI VERTIKAL YANG DIDESAIN SECARA *DIRECT DISPLACEMENT BASED*

Ricky Juandinata¹, Yohan Pranata², Ima Muljati³

ABSTRAK: Penerapan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) dalam mendesain sebuah bangunan tahan gempa semakin banyak digunakan. DDBD mampu menghasilkan kinerja struktur yang bagus, baik pada bangunan-bangunan beraturan maupun tidak beraturan. Sampai batas-batas tertentu, bangunan dengan ketidakberaturan geometri vertikal dapat direncanakan sebagai satu kesatuan, namun jika perilakunya memburuk maka diperlukan dilatasi untuk mengatasinya. Studi ini akan meneliti pengaruh dilatasi pada bangunan dengan ketidakberaturan geometri vertikal yang direncanakan secara DDBD. Bangunan yang akan diteliti adalah bangunan perkantoran 6- dan 10-lantai dan direncanakan terhadap resiko gempa rendah maupun tinggi di Indonesia. Bangunan direncanakan dalam dua skenario yaitu tanpa dan dengan dilatasi. Pengujian kinerja struktur (*drift* dan *damage index*) akan dilakukan dengan analisis *Time History*. Hasil penelitian menunjukkan bahwa kedua opsi menghasilkan kinerja yang baik dan menggunakan jumlah bahan yang relatif sama. Opsi dilatasi lain perlu diteliti lebih lanjut khususnya untuk mengurangi selisih perpindahan pada daerah dilatasi.

KATA KUNCI: *direct displacement based design*, ketidakberaturan geometri vertikal, bangunan beraturan, dilatasi.

1. PENDAHULUAN

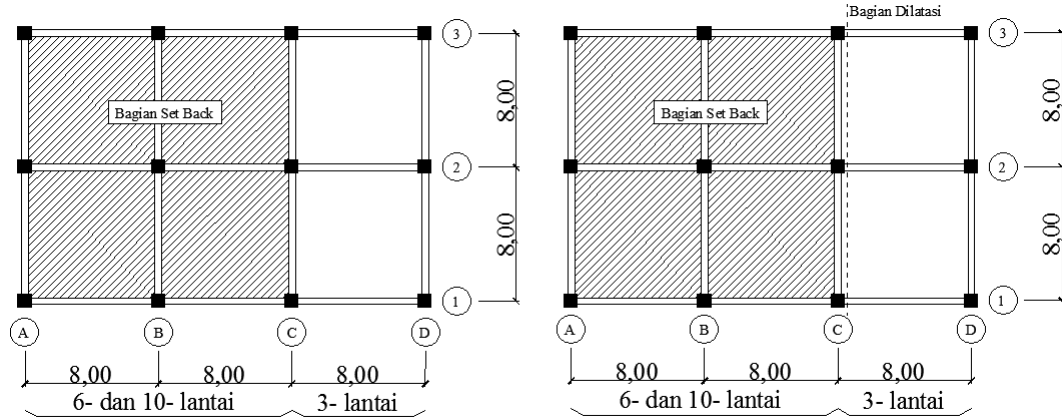
Pada penelitian sebelumnya, Luis & Glorie (2014) telah membuktikan metode DDBD menghasilkan kinerja struktur yang lebih baik di bandingkan metode *Force Based Design*, khususnya pada bangunan dengan ketidakberaturan geometri vertikal. Pada penelitian kali ini akan dievaluasi kinerja dari penggunaan metode DDBD dengan ketidakberaturan geometri vertikal yang diberi dilatasi agar bangunan menjadi beraturan. Opsi dilatasi ini banyak dipilih dengan alasan supaya struktur memiliki perilaku yang lebih baik, yaitu terhindar dari resiko torsi. Dalam penelitian ini ditinjau bangunan 6- dan 10-lantai yang terletak pada wilayah gempa resiko rendah (Surabaya) dan gempa resiko tinggi (Papua) berdasarkan SNI 1726-2012 dengan bentang 8-meter dan tinggi antar lantai 4-meter. Penelitian ini akan diuji pada dua skenario yaitu skenario A (tanpa adanya dilatasi) dan skenario B (dengan dilatasi berupa konsol pada satu bagian bangunan), kemudian akan dievaluasi baik tidaknya pengaruh dilatasi pada bangunan tersebut dengan menggunakan analisis *Time History Non-linear*.

¹ Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, juandinta_ricky@yahoo.com

² Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, pranata_yohan@yahoo.com

³ Dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, imuljati@petra.ac.id

Untuk lebih memperjelas struktur bangunan yang akan ditinjau, denah dapat dilihat pada **Gambar 1**.



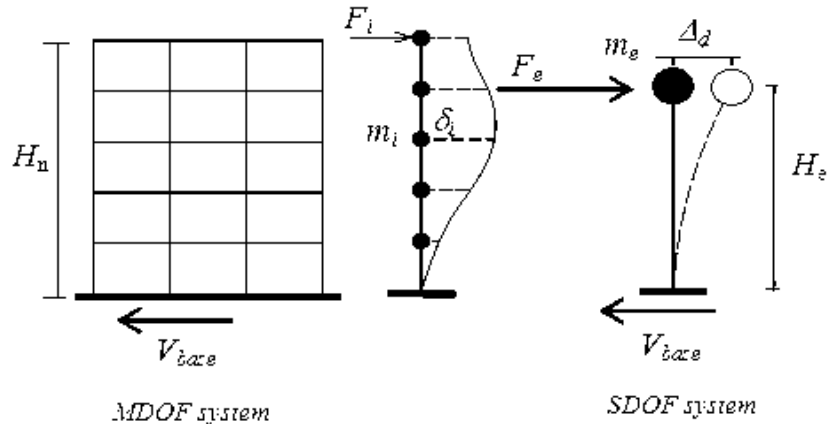
(a). Tanpa Dilatasi (Skenario A)

(b). Dilatasi (Skenario B)

Gambar 1. Denah Struktur dan Elevasi Bangunan yang Ditinjau

2. PROSEDUR DESAIN DDBD

Langkah 1 : Menentukan *target design displacement* (Persamaan 1) dan *drift* struktur *Multi Degree of Freedom* (MDOF) diatap bangunan (**Gambar 2**) yang sesuai dengan kriteria kinerja struktur (*strain* atau *drift limits*) sehingga didapatkan *design displacement* (Persamaan 3) dari struktur *Single Degree Of Freedom* (SDOF) pengganti.



Gambar 2. Permodelan SDOF dari Bangunan Bertingkat

Target design displacement setiap lantai didapatkan dari Persamaan 1 berdasarkan *shape vector* yang terdapat pada Persamaan 2, proporsional terhadap *critical story displacement* Δ_c dan *mode shape* pada *critical storey level* δ_c (pada lantai 1 bangunan):

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (1)$$

$$\text{Untuk } n \leq 4 : \bar{\delta}_i = \frac{H_i}{H_n}; \text{ untuk } n \geq 4 : \bar{\delta}_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (2)$$

dimana n adalah jumlah lantai bangunan, H_i adalah elevasi lantai ke- i , dan H_n tinggi total bangunan.

Equivalent design displacement didapatkan dari :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3)$$

dimana m_i massa pada lantai ke-i.

Massa struktur pengganti m_e dan tinggi efektif H_e dihitung dengan:

$$m_e = (\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d) \quad (4)$$

$$H_e = (\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (5)$$

Langkah 2 : Mengontrol *target design displacement* Δ_i setiap lantai terhadap *higher mode effect*. Kontrol yang dilakukan adalah memodifikasi nilai *target design displacement* Δ_i dengan nilai amplifikasi ω_g dengan ketentuan seperti pada Persamaan 7.

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_g \times \Delta_i \quad (6)$$

$$\omega_g = 1,15 - 0,0034 H_n \leq 1,0 \quad (7)$$

dimana H_n adalah total tinggi bangunan dalam satuan meter.

Langkah 3 : Memperkirakan *level equivalent viscous damping* ζ_{eq} , dimana *displacement ductility* μ dari struktur harus diketahui terlebih dahulu sesuai Persamaan 8.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (8)$$

Yield displacement Δ_y didapatkan dari :

$$\Delta_y = \gamma_r H_e \quad (9)$$

$$\gamma_r = 0,5 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} \quad (10)$$

dimana γ_r adalah rotasi dari balok, ε_y adalah *strain* dari tulangan baja, L_b dan H_b adalah panjang dan tinggi balok.

Equivalent viscous damping ζ_{eq} didapatkan dari :

$$\zeta_{eq} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (11)$$

Langkah 4 : Menentukan periode efektif T_e dari struktur SDOF pada saat respon *peak displacement* dengan memakai *design displacement* pada langkah 1 dan respons spectrum *design displacements* sesuai dengan level *damping* pada langkah 3, ζ_{eq} .

Berdasarkan *design displacement spectrum* maka T_e didapatkan dari :

$$R_{\xi} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (12)$$

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_{\xi}} T_d \quad (13)$$

dimana T_d adalah *corner period*, Δ_{ξ} *displacement demand* untuk level dari *equivalent viscous damping* ζ_{eq} .

Langkah 5 : Menghitung kekakuan efektif k_e dari struktur SDOF dan *design base shear* V_{base} .

Kekakuan efektif K_e didapatkan dari :

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (14)$$

Design base shear V_{base} didapatkan dari :

$$V_{base} = k_e \Delta_d \quad (15)$$

Langkah 6 : Membagi *design base shear* secara vertikal dan horizontal ke elemen-elemen penahan beban lateral untuk lantai selain *top roof* dengan cara :

$$F_i = 0,9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (16)$$

Sedangkan untuk lantai *top roof* didapatkan dengan cara sebagai berikut :

$$F_i = 0,1 \times V_{base} + 0,9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (17)$$

Langkah 7 : Mengontrol struktur terhadap *P-Δ effect* melalui *stability index* θ_Δ . Kontrol yang dilakukan berdampak kepada *design base shear* V_{base} yang diterima oleh bangunan. *Stability index* θ_Δ didapatkan melalui :

$$\theta_\Delta = P \frac{\Delta_d}{M_d} \quad (18)$$

Jika *stability index* θ_Δ yang didapatkan bernilai $\leq 0,1$, maka nilai *design base shears* sama dengan V_{base} . Jika *stability index* θ_Δ yang didapatkan bernilai > 1 , maka nilai *design base shear* V_{base} harus dihitung ulang melalui Persamaan 19.

$$V_{base} = k_\theta \Delta_d + C \times P \frac{\Delta_d}{H} \quad (19)$$

dimana C bernilai 0,5 untuk struktur beton, P adalah gaya berat bangunan, M_d adalah total *Over Turning Moments* yang diterima struktur, dan H adalah tinggi total struktur.

3. METODOLOGI PENELITIAN

Tahapan-tahapan yang dilakukan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Prosedur DDBD dilakukan pada kedua skenario bangunan hingga didapatkan gaya dasar V_{base} . Selanjutnya V_{base} didistribusikan ke masing-masing lantai secara proporsional menurut gaya inersia.
2. Pada skenario B, bangunan dibagi menjadi dua yaitu Bangunan Besar dan Bangunan Kecil (bangunan sayap yang dilatasi). Pada Bangunan Kecil perhitungan massa hanya diambil setengah dari massa total bangunan dengan setengah massa sisanya masuk sebagai tambahan massa Bangunan Besar dalam perhitungan gaya geser gempa. Sedangkan pada skenario A, massa bangunan yang diambil adalah penuh.
3. Pada ke dua skenario, dilakukan desain kapasitas mengikuti rekomendasi Priestley *et.al* (2007), dimana pengambilan gaya-gaya dalam untuk balok diambil terbesar antara akibat beban gravitasi terfaktor dengan akibat beban gempa murni (Pinto,1997). Sedangkan momen desain kolom didapat dari momen desain balok yang dikalikan faktor-faktor pembesar sesuai persyaratan yang ada.
4. Pengevaluasian kinerja struktur dilakukan dengan analisis dinamis *time history nonlinear* menggunakan program SeismoStruct V.6 (SeismoSoft, 2007) dimana *input* beban gempa menggunakan gempa El-Centro 15 April 1940 N-S yang dimodifikasi sesuai dengan wilayah beresiko gempa rendah dan tinggi di Indonesia. Selain itu, *input* pada program SeismoStruct pada *link properties* berupa hubungan *momen-rotation* didapat dari program CUMBIA (Montejo & Kowalsky, 2007). Evaluasi dilakukan terhadap hasil *drift ratio*, lokasi sendi plastis, nilai *damage index*, dan selisih *displacement* bangunan besar dan kecil skenario B.

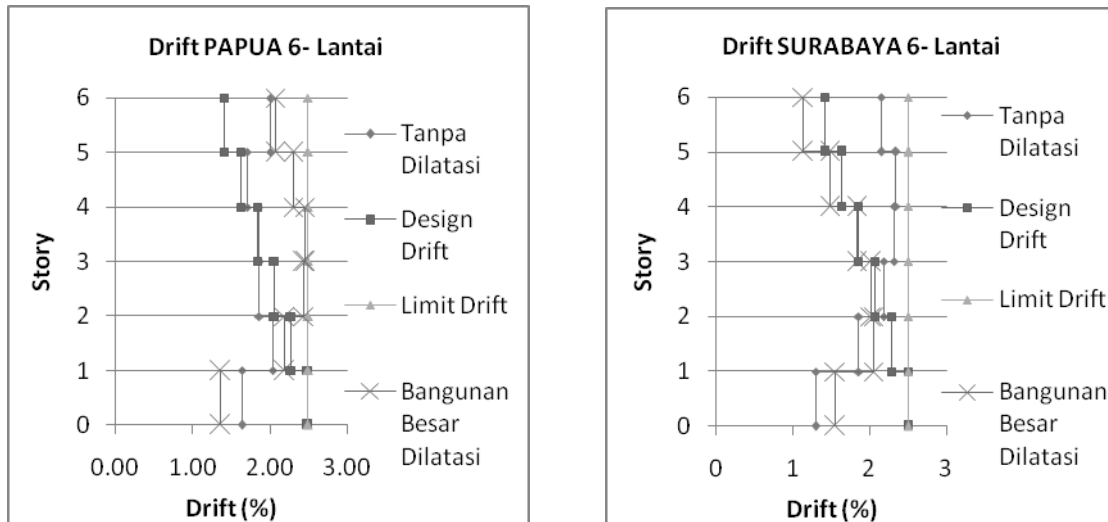
4. HASIL PENELITIAN DAN ANALISIS

Setelah dilakukan analisis *Time History Non-linear*, didapatkan hasil dari kedua skenario pada masing-masing wilayah gempa dengan metode DDBD yaitu sebagai berikut :

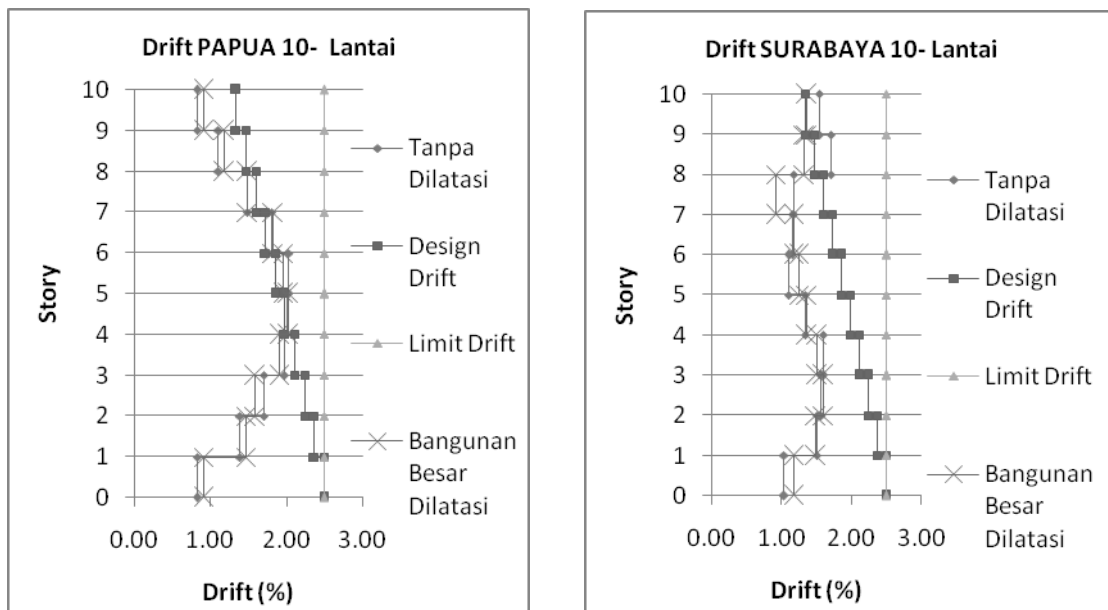
4.1 Drift ratio

Pada **Gambar 3**, **Gambar 4** dan **Gambar 5** dapat dilihat hasil dari *drift ratio* pada daerah Papua dan Surabaya untuk masing-masing skenario dengan ketinggian 6- dan 10- lantai, serta perbandingan antara *design drift* dengan *drift ratio result* (tanpa dilatasi dan bangunan besar dilatasi), di mana *design*

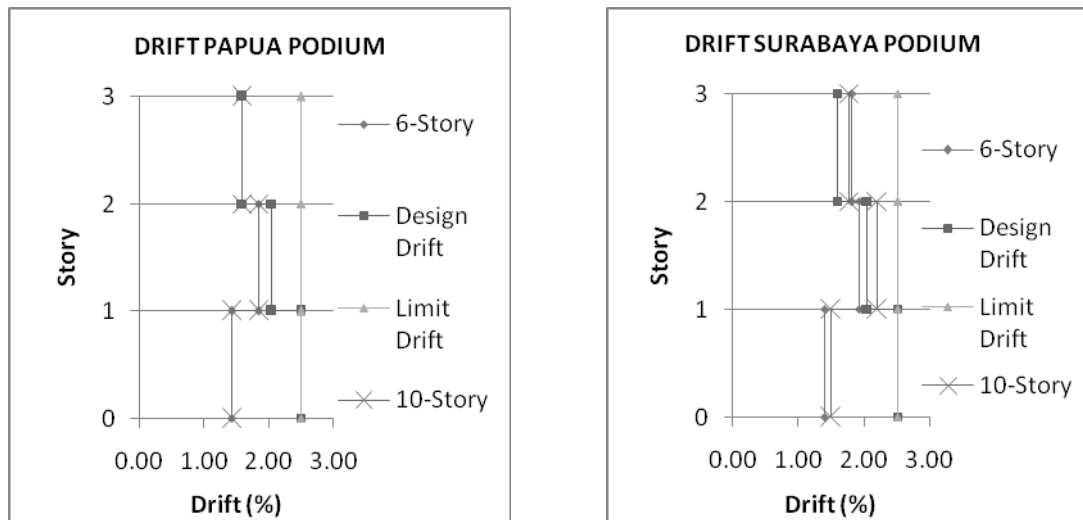
drift adalah *drift ratio* yang terjadi akibat *displacement* yang telah diperoleh dari perhitungan metode DDBD sedangkan *drift* yang terjadi dari bangunan tanpa dilatasi dan bangunan besar dilatasi didapatkan dari program SeismoStruct. Semua hasil *drift* dibandingkan dengan *limit drift* yaitu sebesar 2,5% sesuai dengan Eurocode 8 (2012). Dapat dilihat bahwa perbandingan antara *drift ratio result* dengan *design drift* untuk metode DDBD menghasilkan hasil yang cukup bagus dan tidak melebihi *limit drift*.



Gambar 3. Grafik Perbandingan Hasil *Drift Ratio* 6 Lantai



Gambar 4. Grafik Perbandingan Hasil *Drift Ratio* 10 Lantai



Gambar 5. Grafik Perbandingan Hasil *Drift Ratio* Podium

Dari hasil drift yang didapatkan, kedua skenario menunjukkan hasil yang baik karena *drift* yang terjadi tidak melewati *drift* limit walaupun sudah melebihi *drift* desain. Dari hasil *drift* tersebut, pada bangunan 6-lantai untuk wilayah Surabaya skenario B menunjukkan hasil yang lebih baik daripada skenario A sedangkan untuk wilayah Papua, skenario A menunjukkan hasil yang lebih baik daripada skenario B. Pada bangunan 10-lantai dan podium, kedua skenario menunjukkan hasil yang sama bagus baik di Papua maupun di Surabaya.

4.2 Damage Index

Angka *damage index* ini dihitung dengan tujuan mengetahui level kerusakan pada setiap elemen struktur, yang dihitung berdasarkan Persamaan (20)

$$Damage\ Index = \frac{\theta_{critical} - \theta_p}{\theta_u - \theta_p} \quad (20)$$

Hasil dari *damage index* maksimum tersebut dapat dilihat pada **Tabel 1**.

Tabel 1 Hasil *Damage Index*

| | | Skenario A | | | | Skenario B | | | |
|-------|---|---------------------|-----------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|
| | | Gempa Resiko Tinggi | | Gempa Resiko Rendah | | Gempa Resiko Tinggi | | Gempa Resiko Rendah | |
| | | 6-Lantai | 10-Lantai | 6-Lantai | 10-Lantai | 6-Lantai | 10-Lantai | 6-Lantai | 10-Lantai |
| BALOK | X | 0.21 | 0.136 | 0.225 | 0.236 | 0.223 | 0.171 | 0.134 | 0.134 |
| | Y | 0.199 | 0.126 | 0.142 | 0.142 | 0.217 | 0.171 | 0.135 | 0.124 |
| KOLOM | X | 0.112 | 0.051 | 0.085 | 0.133 | 0.113 | 0.092 | 0.157 | 0.11 |
| | Y | 0.095 | 0.062 | 0.111 | 0.178 | 0.107 | 0.062 | 0.155 | 0.114 |

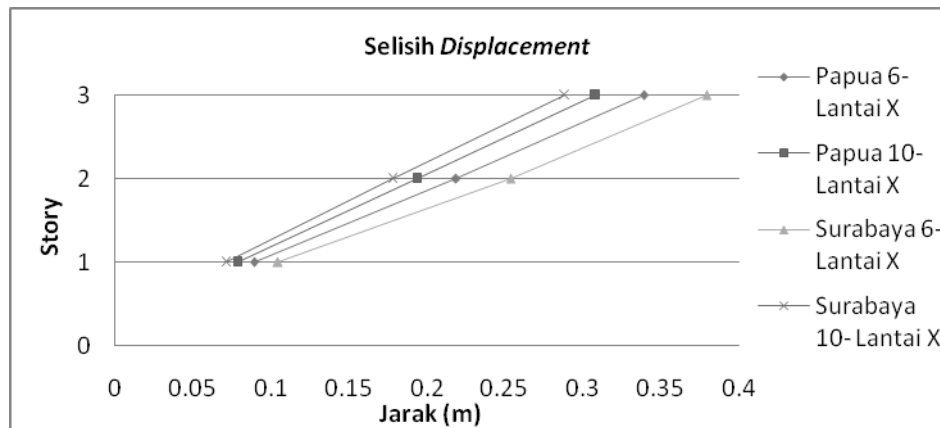
Pada **Tabel 1** di atas, hasil *Damage Index* kedua skenario tidak menunjukkan perbedaan yang terlalu signifikan. Kedua bangunan menunjukkan hasil yang bagus dimana telah memenuhi *beam side sway mechanism*. Pada varian 10- lantai dan Surabaya 6- dan 10- lantai nilai *damage index* terbesar berada di level *first yield*, sedangkan varian yang lainnya berada di level *serviceability*.

4.3 Berat Tulangan

Berdasarkan penelitian Juandinata & Pranata (2014), berat tulangan antara skenario A dan skenario B relatif sama.

4.4 Selisih Displacement

Gambar 6 di bawah ini menunjukkan selisih *displacement* maksimum per lantai antara bangunan besar dan bangunan podium pada skenario B. Secara umum selisih *displacement* terbesar terjadi pada gempa arah X untuk semua varian. Selisih *displacement* terbesar terjadi pada bangunan 6-lantai gempa resiko rendah arah X dengan selisih hampir 40 cm.



Gambar 6. Selisih Displacement Kolom Skenario B

5. KESIMPULAN

Dengan melihat hasil dari peneltitan, dapat ditarik kesimpulan bahwa:

1. Kedua skenario menghasilkan mekanisme kehancuran yang aman yaitu *beam side sway mechanism*.
2. Skenario B tidak dianjurkan untuk diaplikasikan pada bangunan dikarenakan selisih *displacement* antara bangunan besar dan bangunan podium dinilai terlalu besar.

6. DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum. (2012). *SNI-03-1726-2012. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Rumah dan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- EuroCode 8 (2012). *Seismic Design of Building Part 1*. Author, Eropa.
- Juandinata, R. dan Pranata, Y. (2014) *Pengaruh Dilatasi pada Bangunan dengan Ketidakberaturan Geometri Vertikal yang Didesain secara Direct Displacement Based*. Tugas Akhir No. 1101 1952/SIP/2014. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- Luis, V. dan Glorie, S.M. *Evaluasi Kinerja Metode Direct Displacement-Based Design dan Force Based Design pada Bangunan Vertical Setback 6 Lantai*. Tugas Akhir No. 1101 1891/SIP/2013. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- Montejo, L.A. (2007). *CUMBIA*. North Carolina: Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University
- Pinto, P.E. (1997). *Seismic Design of RC Structures for Controlled Inelastic Response*, CEB Bulletin No.236, Comit  Euro-International du Beton, Lausanne, Switzerland.
- Priestley, M.J.N, Calvi, G.M dan Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structure*. IUSS Press, Pavia.
- SeismoSoft.(2007). *SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structure*, available from URL: <http://www.seismosoft.com>

